常時微動計測を用いた伝統木造住宅の簡易最大応答変形評価法の提案

MAXIMUM RESPONSE EVALUATION OF TRADITIONAL WOODEN HOUSES
BASED ON MICROTREMOR MEASUREMENTS

杉野 未奈*, 大村 早紀**, 徳岡 怜美**, 林 康裕***

*Mina SUGINO, Saki OHMURA, Satomi TOKUOKA
and Yasuhiro HAYASHI*

The objective of this study is to propose the maximum response deformation evaluation method of traditional wooden houses based on microtremor measurements and the amplitude dependency of natural frequency of houses. The equation of the amplitude dependency of natural frequency is based on the results of seismic observation of wooden houses, shaking table tests and static lateral loading tests of wooden frame specimens. To confirm the accuracy of the proposed evaluation method, the maximum response deformation angle on the first story of the full scale specimens of shaking table test is evaluated.

Keywords: *Traditional Wooden Houses, Microtremor Measurements, Amplitude Dependency of Vibration Characteristics, Natural Frequency, Maximum Response Deformation Angle, Response Spectrum Method*

伝統木造住宅, 常時微動計測, 動的変形特性, 固有振動数, 最大応答変形角, 応答スペクトル法

1. はじめに

日本各地に残る伝統木造住宅の中には, 耐震診断が実施されていない住宅が多数存在するため, 来る大地震に備えて早急に耐震性能を評価して耐震対策を講じる必要がある. 伝統木造住宅の耐震性能評価においては, 限界耐力計算¹⁾ほかや時刻歴応答解析²⁾ほか等により, 設計用入力地震動に対する最大応答変形が限界変形以下であることを検証することで, 伝統木造住宅の高い変形性能をいかした評価が可能となる. しかし, それらの評価法は時間やコストを要し, 多数の住宅に対して実施することは決して容易でない. そこで, 本研究では短時間かつ簡便に建物の固有振動数を容易に得ることができる常時微動計測に着目し, 常時微動計測から得られる住宅の固有振動数から, 地震動に対する最大応答変形を求めることを考える.

在来軸組構法を含めた木造住宅の常時微動計測を用いた耐震性能評価に関して, 下記のような先行研究が挙げられる. 山辺ら³⁾は, 固有振動数と木造住宅の築年数や壁量との関係性を評価している. 田端ら^{4), 5)}は, 在来軸組構法の木造住宅について, 常時微動計測で得られる固有振動数と(財)日本建築防災協会による「木造住宅の耐震診断と補強方法」⁶⁾の精密診断法1から得られる評点との関係は, 若干の傾向は見られるがばらつきが大きいことを示している. 岩本ら⁷⁾は,

在来構法木造2階建住宅の常時微動計測から得られた振動特性と地域性・年代変化・建築面積との平均的傾向を分析している. 岡田ら⁸⁾は, 木造住宅の常時微動をカオス現象として捉え, 複雑さの程度から求めた診断推定値と精密診断法の評点は相関が高いことを示している. 伝統木造住宅に関しては, 新居ら⁹⁾が京町家に対して, 常時微動計測から得た固有振動数から建物のベースシア係数を簡略的に推定できることを示している.

これらの研究は, 常時微動計測結果と精密診断法の評点や住宅の耐力, 建築年等との対応関係に着目した検討を行ったものであり, 地震動に対する最大応答変形を推定しようとした研究は無かった. そこで筆者らは, 文献10)にて伝統木造構法による単位軸組架構の振動台実験結果に基づいて, 固有振動数の振幅依存性を表す動的変形特性を評価し, 限界耐力計算の計算過程である応答スペクトル法¹¹⁾に適用することで簡便に伝統木造軸組架構の最大応答変形角が評価できる可能性を示した.

本論文では, 2階建の伝統木造住宅に適用可能な動的変形特性の評価式を構築するとともに, 常時微動計測結果から得られる固有振動数と動的変形特性評価式に基づいた簡便な最大応答変形評価法を提案する. そして, 既往の実大伝統木造住宅の震動台実験結果に適

本稿は文献34), 35)を再構成し, 加筆・修正したものである.

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Assist. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

Grad. Stud., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

用することで、本論文で提案する最大応答変形評価法の精度検証を行う。最後に、入力地震動の加速度応答スペクトルの違いが最大応答変形や耐震対策に及ぼす影響を、提案評価法を用いて分析する。

2. 評価法の提案

本章では、常時微動計測に基づく、2階建の伝統木造住宅の簡易最大応答変形評価法を構築する。2.1節では評価法の定式化について、2.2節では2.1節で示した評価式に用いるパラメータの設定方法について説明する。

2.1 定式化

(A) 等価1自由度系への縮約

2階建の伝統木造住宅を2自由度せん断型質点系でモデル化し、等価1自由度系に縮約する。1階階高 H_1 、2階階高 H_2 、1階と2階の質量比 m_2/m_1 、1次モードの振幅比 u_2/u_1 を用いれば、等価1自由度系の等価高さ H_e は式(1)で表される。

$$H_e = \frac{H_1 + (m_2/m_1) \cdot (u_2/u_1) \cdot (H_1 + H_2)}{1 + (m_2/m_1) \cdot (u_2/u_1)} \quad (1)$$

(B) 等価1自由度系の最大応答変形の算出

等価1自由度系の最大応答変形 $D_{e\max}$ は、性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} を用いた応答スペクトル法¹¹⁾により算出する。 S_{ae} は式(2)により求める。

$$S_{ae}[f_e[R], R] \cdot F_h[h_e[R]] = (2\pi f_e[R])^2 R H_e \quad (2)$$

ここで、例えば、 $h_e[R]$ は h_e が R の関数であることを表している。 R は等価1自由度系の変形角、 f_e は等価固有振動数である。 f_e の R 依存性を表す動的変形特性 f_e/f_0 を、3章で提案する式(3)により表現する。

$$f_e[R]/f_0 = b\{a \log_{10}(R \cdot 10^3) + 1\} \quad (3)$$

ここで、 f_0 は常時微動計測により求められる固有振動数、 a 、 b はパラメータである。 F_h は減衰補正係数で、文献12)による式(4)を用いる。

$$F_h[h_e[R]] = (1 + 0.05\alpha)/(1 + h_e[R] \cdot \alpha) \quad (4)$$

等価減衰定数 h_e は、文献12)による式(5)を用いる。

$$h_e[R] = 0.05 + 0.2 \cdot \left\{ 1 - 1/\left(\max\left(\sqrt{R/R_y}, 1\right)\right) \right\} \quad (5)$$

ここで、 R_y は降伏変形角であり、本論文では文献13)と同様に $R_y=1/100\text{rad}$ とする。

入力地震動より、減衰定数5%の加速度応答スペクトル S_a を求め、 S_a と S_{ae} を等値とした式(6)を満たす R より等価1自由度系の最大応答変形角 $R_{e\max}$ を求める。

$$S_{ae}[f_e[R], R] = S_a[f_e[R]] \quad (6)$$

そして、等価1自由度系の最大応答変形 $D_{e\max}$ は式(7)により求まる。

$$D_{e\max} = R_{e\max} \cdot H_e \quad (7)$$

(C) 各層の最大層間変形角の算出

$D_{e\max}$ より、1,2階の最大応答変形 $D_{1\max}$ 、 $D_{2\max}$ を式(8)により求める。

$$D_{1\max} = \beta_{u1} D_{e\max}, \quad D_{2\max} = \beta_{u2} D_{e\max} \quad (8)$$

ここで、 β_{u1} 、 β_{u2} は1,2階の1次の刺激関数で、式(9)、(10)で表される。

$$\beta_{u1} = \frac{1 + (m_2/m_1) \cdot (u_2/u_1)}{1 + (m_2/m_1) \cdot (u_2/u_1)^2} \quad (9)$$

$$\beta_{u2} = \frac{(u_2/u_1) + (m_2/m_1) \cdot (u_2/u_1)^2}{1 + (m_2/m_1) \cdot (u_2/u_1)^2} \quad (10)$$

各層の最大層間変形角 $R_{1\max}$ 、 $R_{2\max}$ は、式(11)に示すように $D_{1\max}$ 、 $D_{2\max}$ を H_1 、 H_2 で除することにより求められる。

$$R_{1\max} = D_{1\max}/H_1, \quad R_{2\max} = D_{2\max}/H_2 \quad (11)$$

2.2 パラメータの設定方法

(A) f_0 、 H_1 、 H_2

固有振動数 f_0 は常時微動計測から求めた実測値を用いる。1階階高 H_1 、2階階高 H_2 についても実測値を用いる。

(B) m_2/m_1 、 u_2/u_1

1階と2階の質量比 m_2/m_1 、1次モードの振幅比 u_2/u_1 は、等価高さ H_e 、1,2階の1次の刺激関数 β_{u1} 、 β_{u2} を求めるために用いられる。住宅の設計値や評価値があればその値を用いることとし、無い場合は次のように評価することを提案する。

m_2/m_1 については、2階と1階の床面積比から略算する。不明である場合は、 $m_2/m_1=1$ とする。 u_2/u_1 については、小屋組、2階床、地盤の3点同時に常時微動計測を実施可能な場合は、地盤に対する小屋組、2階床のフーリエスペクトル比の1次ピークの振幅比を u_2/u_1 とみなす。常時微動計測結果から u_2/u_1 を決定できない場合には、1階と2階の剛性の比 k_2/k_1 と m_2/m_1 から式(12)に示すように2自由度せん断型質点系モデルの固有値より u_2/u_1 を求める。

$$u_2/u_1 = \left\{ (m_2/m_1) \cdot (k_2/k_1) + (m_2/m_1) - (k_2/k_1) \right. \\ \left. + \sqrt{\{(m_2/m_1) \cdot (k_2/k_1) + (m_2/m_1) + (k_2/k_1)\}^2 - 4(m_2/m_1) \cdot (k_2/k_1)} \right\} \\ / \{2(m_2/m_1) \cdot (k_2/k_1)\} \quad (12)$$

ここで、1階と2階の全壁長さの比 L_2/L_1 を用いて、 $k_2/k_1 \cong L_2/L_1$ と仮定する。

(C) 地震動および α

地震動は、減衰定数5%の加速度応答スペクトル S_a で与えるが、減衰補正係数 F_h を表す式(4)中の α を、地震動の種類に応じて設定する。 α は、パルス性地震動に対しては、文献14)を参考に $\alpha=\pi$ 、パルス性地震動以外に対しては文献12)に示される $\alpha=10$ を用いる。

(D) a 、 b

動的変形特性を決定するパラメータ a 、 b は、3章の検討に基づいて決定している。 a は $a=-0.4$ とし、 b は動的変形特性のばらつきを考慮して $b=0.5$ または 0.7 とする。各層の最大層間変形角 $R_{1\max}$ 、 $R_{2\max}$ は、 $b=0.5$ または 0.7 とした場合の大きい方の値を評価値とする。

3. 動的変形特性の評価

3.1 単位軸組架構の動的変形特性

筆者らは文献15)において、軸組のみ、垂壁付き、差鴨居付きの幅(柱の心心)約1.8m、桁と土台との内法高さ約2.7mの木造軸組架構(以下、単位軸組架構)の動的変形特性は、静的水平加力実験から得られた復元力特性を基に評価可能であることを示し、それらの単位軸組架構の動的変形特性評価式を求めた。しかし、伝統木造住宅の耐力要素のうち、全壁が耐力の5割程度以上を占める場合が多く¹⁶⁾、全壁の動的変形特性を求めることが伝統木造住宅の最大応答変形を求める上で重要であると言える。本論文では、簡便な評価法とする

ため、主な耐力要素である全壁の壁厚・壁材などの仕様によらない評価式を構築することを目的として、仕様の異なる全壁を有する単位軸組架構の動的変形特性を静的水平加力実験結果に基づいて求める。本節では、文献17)の土壁を有する全壁2体、乾式パネルを有する全壁1体の計3体の単位軸組架構を用いる。3体の試験体の諸元を表1に、試験体の立面図を図1(a), (b)に示す。なお、乾式パネルは土壁下地として用いられる文献18)に示す製品である。F12#12Nは、40mm厚の横貫が3本と15mm厚の縦貫が1本入っており、壁厚は60mmである。F12#12Nを基準として、F12#12Tは壁厚を200mmに変化させている。F12#12N, F12#12Tの貫のせいは120mmで、横貫の両端は柱に30mmほど差し込み、斜めに釘を打ち込んで固定している。貫の接合部仕様は大工ヒアリングに基づいて決定した。F12-12は、26mm厚の乾式パネルを横張りして18mm厚の横貫4本および受け材に片面からコーススレッドを用いて留め付ける。F12-12の貫のせいは105mmである。

軸組は、柱・桁・土台からなり、柱・土台はスギ、桁はベイツである。柱の芯々間の幅は1.82m、柱径および桁と土台間の内法高さは表1に示す通りである。試験体の柱頭および柱脚は短ぼさ差して、山形プレートVPを両面打ちしており、柱頭および柱脚にホールダウン金物HD-B10を設けている。

加力は正負交差漸増2回繰り返し加力とし、目標変形角は、 $\pm 1/200, 1/120, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10, 1/8, 1/6, 1/5, 1/4$ radとする。桁を水平に加力したときにロードセルにより計測した荷重を水平抵抗力 P とする。桁位置および土台位置で水平変位を計測し、土台に対する桁位置の水平変位を内法高さで除した値を変形角 R とする。試験体は左右対称であり、文献17)に示すように概ね正負対称な復元力特性である。また、動的変形特性についても正負で概ね等しいことを確認している。したがって、本節では正側加力の結果のみを用いることとする。水平抵抗力 P -変形角 R 関係の骨格曲線(以下、復元力特性)において、変形角 R での割線剛性 k_R および

び $1/1000$ radでの割線剛性 $k_{1/1000}$ から式(13)により動的変形特性 $f_R / f_{1/1000}$ を算出する。

$$f_R / f_{1/1000} = \sqrt{k_R / k_{1/1000}} \quad (13)$$

なお、 $1/1000$ radでの水平抵抗力 P を実験により得られた復元力特性から線形補完により求め、 $k_{1/1000}$ を算出する。 $1/1000$ radを選択した理由は、3.2節で説明する京町家の地震観測では概ね $1/1000$ radまでの結果が得られており、地震観測で得られた微小変形時の動的変形特性と静的加力実験で得られた大変形時の動的変形特性との関係を $1/1000$ radで結びつけることができると考えたためである。

図2には、壁厚、壁の種類の異なるF12#12N, F12#12T, F12-12の復元力特性および動的変形特性 $f_R / f_{1/1000}$ を示すとともに、表1には $k_{1/1000}$ を示す。表1に示すように3体の $k_{1/1000}$ は概ね等しいが、試験体によって水平抵抗力の最大値や復元力特性の形状は大きく異なることが図2(a)より分かる。また、 $1/1000$ radよりも変形が大きくなるにつれて $f_R / f_{1/1000}$ の試験体間の差が生じるが、 $1/100$ radを超えて変形が大きくなると $f_R / f_{1/1000}$ の差は縮まることが図2(b)より分かる。なお、F12#12Nと壁厚は等しく、横貫厚は15mmで横貫が壁から露出していない試験

図1 単位軸組架構[(a), (b)], 2階建軸組架構[(c), (d)]の立面図

表1 単位軸組架構の諸元

試験体名	柱		壁	重量		試験体	上載	割線剛性
	柱径 (mm)	内法高さ (m)		壁厚 (mm)	横貫厚 (mm)			
F12#12N	120	2.70	土壁	60	40	5.0	25.7	1.37
F12#12T	120	2.70	土壁	200	40	14.2	25.7	1.39
F12-12	120	2.70	乾式パネル	26	18	1.6	25.7	1.18

(a) 復元力特性

(b) 動的変形特性

図2 単位軸組架構の復元力特性と動的変形特性

図3 単位軸組架構の動的変形特性の実験値と評価式

図4 京町家, 2階建軸組架構の動的変形特性の観測値および実験値と評価式

体¹⁾の復元力特性、動的変形特性は、F12#12Nと概ね等しいことを確認している。

ここで、図2(b)に基づいて式(14)に示す $f_R / f_{1/1000}$ の評価式を考える。

$$f_R / f_{1/1000} = (b/0.6) \cdot \{a \log_{10}(R \cdot 10^3) + 1\} \quad (14)$$

式(14)の評価式を図2(b)の実験値と比較した結果を図3に示す。パラメータ a は、図3に示すように式(14)の $f_R / f_{1/1000}$ が実験結果の傾向を表すように本論文では $a=-0.4$ とする。同図に示しているパラメータ b は、 $b=0.6$ 、つまり $(b/0.6)=1$ を基準とし、 $b=0.5, 0.7$ についても動的変形特性のばらつきを評価するために用いる。

3.2 動的変形特性評価式の構築

本節では、前節の結果および地震観測記録、振動台実験結果に基づいて伝統木造住宅の動的変形特性を評価する。図4には、京町家3棟¹⁹⁾の地震観測および2階建軸組架構4棟²⁰⁾の振動台実験より得た動的変形特性 f_e / f_0 を示す。

京町家3棟のうち2棟は京町家の典型的な特徴である細長い平面形状と通り庭を有しており、並進となる1次の固有振動数は、けた行方向で2.2Hzおよび2.7Hz、張り間方向で5.3Hzおよび4.6Hzであった。1棟は郊外型の町家であり、けた行・張り間方向を定めることができなかったため弱軸・強軸方向で f_0 を示すと、弱軸方向で6.4Hz、強軸方向で7.4Hzであった。京町家の変形角 R は、小屋位置で計測された加速度を積分して変位にし、地表面に対する最大相対変位を求め、観測点高さで除して求めている。

2階建軸組架構は、通し柱と1階壁の有無をパラメータとしたBn, Bw, Cn, Cwの4試験体を用いる。図1(c), (d)にBn, Cwの立面図を示す。2階梁の両端の接合部において隅柱が1階と2階を貫く通し柱となる試験体をC、隅柱が1階と2階で分かれている試験体をBとする。1階、2階ともに壁を有して連層壁となる試験体にはw、1階に壁を有さない試験体にはnを付す。柱はヒノキであり、天井梁、2階梁、脚固、鼻栓と込栓はベイマツである。柱脚は礎石立ちとし、壁は左右非対称な配置とし、26mm厚の乾式パネルを横張りで貫および受け材に片面からコーススレッドを用いて留め付ける。試験体を自立させるため、同じ架構を2構面を平行に配置し、小梁、根太、構造用合板(床)および筋交いで結合して一体とする。天井床、2階床、1階床には、それぞれ19.6kN、19.6kN、4.7kNのおもりを載せる。1次の固有振動数 f_0 は、Bn, Bw, Cn, Cwの順に1.3Hz, 2.3Hz, 1.3Hz, 2.5Hzであった。2階建軸組架構の R は、天井床位置の柱脚に対する最大相対変位を天井梁下端から柱脚までの高さで除して求めている。

図5 ベースシア係数 C_b -変形角 R 関係
[$f_0=3\text{Hz}$, $\mu=0.9$, $H_e=4.5\text{m}$, $a=-0.4$]

図6 ベースシア係数 C_y , C_{bmax}
-固有振動数 f_0 関係

図7 1階全壁長さ L_1 /重量 W
-固有振動数 f_0 関係

等価固有振動数 f_e は、地震観測、振動台実験結果ともに、地動に対する頂部観測点の加速度フーリエスペクトル比のピーク振動数とする。京町家3棟については、水平2方向の計測結果を2つの計測結果として図4に示している。

以上の地震観測記録および振動台実験結果より、 $R=1/1000 \sim 1/10\text{rad}$ の動的変形特性 f_e / f_0 を式(15)により評価し、図4に併せて示す。

$$\begin{aligned} f_e / f_0 &= (f_{1/1000} / f_0) \cdot (f_e / f_{1/1000}) \\ &= b \{a \log_{10}(R \cdot 10^3) + 1\} \end{aligned} \quad (15)$$

なお、式(15)は2章の式(3)と等しい。式(15)において、 $f_{1/1000} / f_0$ は b に等しく、常時微動時に対する $1/1000\text{rad}$ での等価固有振動数の低下量を表す。図4より、京町家の等価固有振動数は $1/1000\text{rad}$ のときに0.6倍程度に低下しているため、本論文では $b=0.6$ とともに動的変形特性のばらつきを考慮するために、 $b=0.5, 0.7$ について検討する。一方、 $f_e / f_{1/1000}$ は、静的水平加力実験から求めた動的変形特性である式(14)と $f_e = f_R$ として等しいと見なし、本論文では前節で定めた $a=-0.4$ を用いる。

4. 評価法の精度検証

4.1 ベースシア係数

本節では、3章で構築した動的変形特性からベースシア係数 C_b -固有振動数 f_0 関係を求め、既往の研究⁹⁾により提案されている降伏ベースシア係数 C_y - f_0 関係と比較を行うことで、本研究で提案した動的変形特性と既往の研究結果との関係を把握する。まず、等価1自由度せん断型質点系モデルを考え、2章の式(3)(3章の式(15)と等しい)で示した動的変形特性 f_e / f_0 からベースシア係数 C_b を求める。等価1自由度系の変形角は式(3)の R と等しいとする。せん断力を総重量で除した値をベースシア係数 C_b と定義すれば、 C_b は式(16)となる。

$$C_b = \mu(2\pi f_e)^2 R H_e / g \quad (16)$$

ここで、 g は重力加速度、 H_e は式(1)に示す等価高さ、 μ は式(17)に示す有効質量比である。

$$\mu = \frac{m_e}{(m_1 + m_2)} = \frac{\{1 + (m_2 / m_1) \cdot (u_2 / u_1)\}^2}{\{1 + (m_2 / m_1) \cdot (u_2 / u_1)\} \cdot (1 + m_2 / m_1)} \quad (17)$$

ここで、 m_e は有効質量である。図5では、固有振動数 $f_0=3\text{Hz}$ 、 $\mu=0.9$ 、 $H_e=4.5\text{m}$ の等価1自由度系について、式(3)を式(16)に代入して求めた C_b を示す。ただし、式(3)に示す f_e / f_0 のパラメータ b は $b=0.5, 0.6, 0.7$ の3ケースを示している。ベースシア係数 C_b が最大値 C_{bmax} となる

ときの変形角 R_{Cbmax} は式(3), (16)より式(18)となる。

$$R_{Cbmax} = 10^{-(3+1/a)} / e^2 \quad (18)$$

ここで、 e は自然対数の底である。式(18)から分かるように、 R_{Cbmax} は a のみによって決定される。式(3), (18)を式(16)に代入すると C_{bmax} が式(19)のように求まる。

$$C_{bmax} = f_0^2 \cdot (\mu H_e / g) \cdot \{4\pi ab (\log_{10} e) / e\}^2 \cdot 10^{-(3+1/a)} \quad (19)$$

一方、文献9)では、京町家6棟の常時微動計測から得た f_0 と降伏ベースシア係数 C_y との関係を回帰することにより評価式(20)を提案している。

$$C_y = f_0^2 / 60 \quad (20)$$

ただし、 C_y は、各構造要素の復元力特性の累加により1階の復元力特性を求め、1階の変形角が $1/30\text{rad}$ のときの復元力を総重量で除して算出している。なお、総重量は1階階高の $1/2$ の高さより上部の重量として算定している。

$\mu=0.9$, $H_e=4.5\text{m}$, $a=0.4$, $b=0.5, 0.6, 0.7$ とした C_{bmax} - f_0 関係[式(19)]と C_y - f_0 関係[式(20)]を比較して図6に示す。同図には、文献21)に掲載されている京町家19棟のうち、1階の全壁長さが不明である住宅および平屋をのぞいた16棟のけた行、張り間方向の計32点の C_y - f_0 関係を示している。なお、 C_y の算出方法は上記で説明した文献9)と同様である。図6より、 f_0 が等しいとき、 C_{bmax} は b によって C_y の約1.3倍から2.5倍となることが分かる。式(20)の C_y は文献1)で与えられる設計値であるのに対し、式(19)の C_{bmax} は3章に示したように実験値から算出した値であるために、 C_{bmax} は C_y よりも大きくなる傾向にある。

図7には、文献21)の京町家16棟のけた行または張り間方向の1階の全壁長さ L_1 を1階階高の半分以上の重量 W で除した L_1/W と f_0 の関係を示す。同図より、 L_1/W と f_0 には相関があり、壁量を増やせば f_0 が増加することが分かる。

4.2 震動台実験結果に基づく精度検証

本論文で提案する最大応答変形評価法の精度検証として、文献22)-27)のE-ディフェンスで行われた伝統木造住宅の実大試験体の震動台実験結果を評価する。

4.2.1 震動台実験の概要

本項では、精度検証に用いる震動台実験結果について、各試験体の特徴、評価に用いる入力地震動、損傷状況を文献22)-27)に基づいて、以下、(A)-(C)にまとめる。試験体は、都市近郊型試験体^{22), 23)}、地方型試験体^{23), 24)}、新築京町家試験体²⁵⁾⁻²⁷⁾の3体であり、すべて新築の実大総2階建である。

(A) 都市近郊型試験体^{22), 23)}

[試験体の特徴]

平面寸法は $10.91 \times 5.45\text{m}$ であり、後述(B)の地方型試験体に比べて柱梁などの軸組断面が小さい。長手方向がけた行方向であり、短手方向が張り間方向である。1階柱脚は、足固めに対して「柱勝ち」、土台に対して「土台勝ち」である。土台はアンカーボルトで固定されており、水平・上下の移動が拘束されている。足固めは長尺ボルトで固定されているが、足固めが 150mm 浮上ったときのみホールダウン金物の軸力が働く仕様となっている。壁は土壁であり、壁厚は 80mm 、半柱に取付く土壁の壁厚は 65mm である。横貫の断面はせい 115mm 、幅 27mm であり、4段を標準として壁の中に設置されている。

貫と柱との接合部は、開口部脇は柱途中で止めるが、他は通し貫とする。土壁は文献28)に準拠した施工がなされている。なお、試験体には、階段や二次部材、非構造部材は使用されていない。2質点に置換した地震力算定重量は、1層で 182.12kN 、2層で 143.47kN である。[評価に用いる入力地震動]

日本建築センター模擬波²⁹⁾(基盤波)のBCJ-L2の変位振幅100%の水平1方向毎の結果を用いる。また、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台³⁰⁾の3軸方向の変位振幅100%(以下、JMA神戸)の2回加振しているうち1回目の入力結果を用いる。長手方向がNS方向、短手方向がEW方向となるように入力されているため、本論文では長手方向はNS成分のみ、短手方向はEW成分のみとして方向毎に評価する。

[損傷状況]

BCJ-L2波100%加振時には、1階壁表面に貫に沿って土壁のひび割れが発生しているが、軸組の損傷は見受けられなかった。また、柱脚の浮上りが数mm生じた。JMA神戸加振時には、多くの土壁や柱に剥落、ひび割れが生じ、最大で約 116mm の柱脚の浮上りが生じた。

(B) 地方型試験体^{23), 24)}

[試験体の特徴]

平面寸法は $11.82 \times 5.91\text{m}$ であり、(A)の都市近郊型試験体に比べて柱梁などの軸組断面が大きい。長手方向がけた行方向であり、短手方向が張り間方向である。1階柱脚は、地伏土台に対して「柱勝ち」で、礎石の上に載せており、水平移動は鋼製のダボで拘束されている。壁は土壁であり、壁厚は 80mm 、半柱に取付く土壁の壁厚は 65mm である。横貫の断面はせい 105mm 、幅 15mm であり、1階は4段、2階は3段が壁の中に設置されている。貫と柱との接合部は、開口部脇は柱途中で止めるが、他は通し貫とする。土壁は文献28)に準拠した施工がなされている。なお、非構造部材については(A)と同様である。2質点に置換した地震力算定重量は、1層で 207.43kN 、2層で 173.86kN である。

[評価に用いる入力地震動] (A)と同様である。

[損傷状況]

BCJ-L2波100%加振時には、土壁のひび割れ、剥落および通し柱1本にひび割れが生じた。また、柱脚の浮上りが生じた。JMA神戸加振時には、多くの土壁や柱に剥落、ひび割れが生じ、柱脚の浮上りが生じた。

(C) 新築京町家試験体²⁵⁾⁻²⁷⁾

[試験体の特徴]

平面寸法は $12.87 \times 6.14\text{m}$ である。長手方向が張り間方向であり、短手方向がけた行方向である。1階柱脚は、礎石立ち基礎とし、通し柱間を足固めで繋いでいる。短手方向の2箇所にはしご型フレームが設けられている。1階は 65mm 厚の土壁である。横貫の断面はせい 105mm 、幅 15mm であり、3段が壁の中に設置されている。2階は乾式パネル¹⁸⁾桧下地構法横両面張り中塗り仕上げである。2質点に置換した地震力算定重量は、1層で 144.8kN 、2層で 143.9kN である。

[評価に用いる入力地震動]

BCJ-L2は、最大地動加速度が 4.0m/s^2 に調整された入力地震動を用いる。JMA神戸は(A)と同様である。

[損傷状況]

JMA神戸加振前までは、壁仕上げのひび割れ等軽微な損傷であっ

た．JMA 神戸加振では，柱脚が移動し，礎石周囲を固定していた金物によって通し柱脚部の折損が生じた他，漆喰などの剥離やひび割れの増大が確認された．ただし，壁全体が剥落するなどの大きな損傷はなかった．なお，同加振で試験体が長手方向に約 230mm，短手方向に約 100mm 移動した．

4.2.2 評価方法

試験体の 1 階最大層間変形角 $R_{1\max}$ を評価するために，文献 22)~27) に基づき表 2 のようにモデル化する．各パラメータは 2.2 節に基づいて設定している． f_0 は論文に記載されている常時微動計測結果から得られた実験前の固有振動数である． H_1 ， H_2 は 1，2 階階高であり，質量比 m_2/m_1 は，床面積比から $m_2/m_1=1$ と略算する．1 次モードの振幅比 u_2/u_1 は，1 階と 2 階の長手，短手方向それぞれの 1 階と 2 階の全

壁長さの比 L_2/L_1 を剛性比 k_2/k_1 と等しいと見なし，1 階と 2 階の質量比 m_2/m_1 と k_2/k_1 を用いて 2 自由度せん断型質点系モデルの固有値を求めている．等価高さ H_e は式(1)で求める．式(3)の動的変形特性評価式は， $\alpha=0.4$ は一定として， $b=0.5, 0.6, 0.7$ とする． F_h の α は，JMA 神戸では $\alpha=\pi$ ，BCJ-L2 では $\alpha=10$ を用いる．

本論文での評価に用いる BCJ-L2，JMA 神戸の加速度波形は，都市近郊型試験体，地方型試験体については，E-ディフェンスアーカイブ(ASEBI)³¹⁾に公開されている震動台上で得られた各加振回の加速度波形とする．しかし，新築京町家試験体の実験結果は公開されていないため，BCJ-L2 は一般財団法人 日本建築センターで提供されている加速度波形²⁹⁾，JMA 神戸は観測波形³⁰⁾を用いる．

文献 29)，30)の BCJ-L2，JMA 神戸 NS の加速度の時刻歴波形を図 8 に，

表 2 実大試験体のモデルの諸元

		f_0 (Hz)	H_1 (m)	H_2 (m)	m_2/m_1	L_2/L_1	u_2/u_1	H_e (m)	JMA神戸 入力方向	BCJ-L2 PGA(m/s ²)	文献
都市 近郊型	長手	3.3	2.76	2.60	1.0	0.82	1.78	4.42	NS	3.56	22), 23)
	短手	3.0				0.94	1.66	4.38	EW		
地方型	長手	2.8	2.85	2.75		0.76	1.85	4.63	NS		23), 24)
	短手	2.6				0.94	1.66	4.57	EW		
新築 京町家	長手	4.7	2.75	2.80		0.94	1.66	4.50	NS	4.00	25)~ 27)
	短手	2.5				1.21	1.49	4.43	EW		
単純化	-	-	2.70	2.70		-	2.00	4.50	-	-	-

図 8 加速度の時刻歴波形

図 9 $S_a - S_d$ 関係， $S_{ae} - R^*H_e/F_h$ 関係
[$m_2/m_1=1$ ， $u_2/u_1=2$ ， $H_1=H_2=2.7$ m， $b=0.6$]

(a) BCJ-L2

(b) JMA 神戸

図 10 実大試験体の $R_{1\max}$ の評価結果
[H_1, H_2 : 実験値， $m_2/m_1, u_2/u_1$: 評価値]

図 11 固有振動数 f_0 の建物モデルの 1 階最大層間変形角 $R_{1\max}$ [$m_2/m_1=1$ ， $u_2/u_1=2$ ， $H_1=H_2=2.7$ m]

減衰定数5%の加速度応答スペクトル S_a -変位応答スペクトル S_d 関係を図9に示す。同図には、 $m_2/m_1=1$, $u_2/u_1=2$, $H_1=H_2=2.7\text{m}$, $f_0=2, 3, 4\text{Hz}$ の等価1自由度系の性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} -変形 R^*H_e/F_h 関係を併せて示す。なお、動的変形特性評価式は、 $a=-0.4$, $b=0.6$ とし、 F_h の α は、BCJ-L2で $\alpha=10$, JMA神戸NSで $\alpha=\pi$ としている。 S_{ae} - R^*H_e/F_h 関係には、等価1自由度系の最大応答変形 $R_{e\max}$ の逆数 $1/R_{e\max}$ の代表値を併せて示しており、 S_a - S_d 関係と S_{ae} - R^*H_e/F_h 関係の交点での横軸に、 F_h を乗じることで最大応答変形が求まることに注意されたい。

4.2.3 評価結果

本項では、最大応答変形評価法の評価結果を入力地震動ごとに実験結果と比較することにより分析する。全ての試験体において、長手方向で3構面、短手方向で4構面それぞれに1階最大層間変形角 $R_{1\max}$ の実験値が存在する。図10には、長手、短手それぞれの方向について、 $R_{1\max}$ の各構面の実験値と式(3)の動的変形特性評価式で $a=-0.4$, $b=0.5, 0.7$ のときの評価値を比較して示す。図11には、 f_0 を変化させた $m_2/m_1=1$, $u_2/u_1=2$, $H_1=H_2=2.7\text{m}$ である2自由度せん断型質点系モデルの文献(29), (30)のBCJ-L2 (PGA=3.56m/s²)およびJMA神戸NS, EWに対する $R_{1\max}$ を示す。同図には、図10に示す各構面の実験値 $R_{1\max}$ の平均値を併せて示す。ただし、図11(a)にはBCJ-L2 (PGA=4.00m/s²)に対する各構面の実験値 $R_{1\max}$ の平均値についても参考に示している。

(A) BCJ-L2

図10(a)より、 $b=0.7$ のとき、 $R_{1\max}$ の評価値は、概ね各構面の実験値の平均程度以上で評価できていることが分かる。また、 $b=0.5$ のときの $R_{1\max}$ の評価値は、各構面の実験値以上であり、最大で0.03rad程度大きく評価している。なお、地方型試験体の短手方向で構面ごとの実験値に差が大きい理由は、振れ振動が生じていたためと文献(23)では考察されている。図11(a)より、 b を大きくすると $R_{1\max}$ の評価値が小さくなり、 f_0 を大きくすると $R_{1\max}$ の評価値は小さくなることが分かる。

(B) JMA神戸

図10(b)より、 $R_{1\max}$ の評価値は b によって大きく変わらず最大で0.02rad程度の差である。また、各構面の実験値に差があるものの、 $R_{1\max}$ の評価値は、新築京町家試験体の長手方向を除いて実験値を概ね評価できていることが分かる。新築京町家試験体の長手方向の $R_{1\max}$ の実験値が他の試験体に比べて小さく、過大評価となった理由は、同加振回において礎石立ちである柱脚が滑動し、層間変形が大きく生じなかったためと考えられる。 f_0 が大きくなるとベースシア係数の最大値 $C_{b\max}$ も大きくなり、 $C_{b\max}$ が静止摩擦係数を上回ることによって柱脚の滑動が生じる可能性があるため、 $R_{1\max}$ の評価の際には注意が必要であると言える。都市近郊型試験体では構面によって $R_{1\max}$ の実験値が大きく異なっているが、同加振では振れ振動成分が多く含まれていることが確認されている²²⁾。本論文で提案する評価法は、構面間の $R_{1\max}$ の違いを評価することはできない。しかし、文献(1)のように建物の復元力特性を各構造要素の累加により詳細に求めて限界耐力計算を行っても、各構面ごとの $R_{1\max}$ を定量的に評価することはできないため、各構造要素を確認することなく容易に $R_{1\max}$ を求めることができる本評価法には有用性がある。図11(b), (c)に示すように、JMA神戸を入力した場合、BCJ-L2と異なり b が大きいほど $R_{1\max}$ の評価値が小さくなるとは限らない。また、 f_0 によって $R_{1\max}$ は大きく変化せず、 f_0 が大きくなると $R_{1\max}$ も大きくなる場合がある。

5. 評価例

本章では、本論文で提案した簡易最大応答変形評価法を用いて、単純化したモデルに対して数値解析を行い、加速度応答スペクトルの違いが伝統木造住宅の最大応答変形および耐震対策に及ぼす影響を分析する。

5.1 入力地震動

下記(A)~(C)に示す、建築基準法により規定される手法により算出された地表面での加速度応答スペクトル（以下、告示スペクトル）、内陸地殻内地震の震源近傍で得られた観測地震動（以下、パルス性地震動）、パルス性地震動を単純化したRicker waveletの三種類の入力地震動を用いる。三種類の入力地震動について、減衰定数5%の加速度応答スペクトル S_a -変位応答スペクトル S_d 関係および等価1自由度系の性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} -変形 R^*H_e/F_h 関係を図12に示す。なお、式(3)の動的変形特性評価式のパラメータは $a=-0.4$, $b=0.6$ とする。 F_h の α は告示スペクトルで $\alpha=10$, パルス性地震動, Ricker waveletで $\alpha=\pi$ としている。

(A) 告示スペクトル

建築基準法により規定される手法に基づき、地表面での加速度応答スペクトルを求める。減衰定数5%に対応する解放工学的基盤における標準加速度応答スペクトルに、表層地盤による加速度増幅率、加速度応答スペクトルの調整係数を乗じて求める。表層地盤による加速度増幅率は、簡略法の第1種地盤および第2種地盤を用いる。それとともに、林ほか³²⁾が提案する略算スペクトルを用いる。略算スペクトルの表層地盤による加速度増幅率は、地盤を半無限2層地盤と考え、表層地盤の2種類の土質種別、安全限界と損傷限界に対して、4種類提案されている。本論文では、表層地盤を粘性土、弾性時インピーダンス比を0.3、弾性時地盤1次周期を0.5sとして求めた結果を用いる。加速度応答スペクトルの調整係数は、建築物の階数及び等価周期に応じた調整係数 p は $p=0.85$ とする。建築物の有効質量比に応じた調整係数 q は $q=1.0$ とする。

(B) パルス性地震動

パルス性地震動として、近年発生した内陸地殻内地震の震源近傍で得られた4つの観測地震動を用いる。表3に示す1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台のNS方向（以下、JMA神戸NS）およびJR鷹取駅のNS方向（以下、鷹取NS）、2004年新潟県中越地震の川口町役場のEW方向（以下、JMA川口EW）、2007年新潟県中越沖地震の刈羽村のNS方向（刈羽村NS）の観測地震動を用いる。表3には、 $h=0.05$ の擬似速度応答スペクトルが最大値をとるときの周期をパルス周期 T_p 、固有周期 $T=20\text{s}$ 、減衰定数 $h=0.707$ の1自由度系の速度応答の逆位相として求めた地動速度の最大値をPGVとして算出した結果を示している。

(C) Ricker wavelet

パルス性地震動の卓越周期、振幅が変化することによる影響を考察するためにRicker wavelet³³⁾を入力地震動として用いる。パルス周期 T_p は、Ricker waveletの加速度波形のフーリエ変換の極大値をとるときの周期であり、 V_p は速度の最大値である。Ricker waveletの時刻歴波形を図13に示す。本論文では、 $T_p=0.5, 1.0, 2.0\text{s}$, $V_p=0.50, 0.75, 1.00\text{m/s}$ で変化させて検討する。

5.2 評価方法

建物モデルの諸元は表2に示す単純化モデルであり、 $H_1=H_2=2.7\text{m}$,

$m_2/m_1=1$, $u_2/u_1=2$ とする。そのとき, $H_e=4.5\text{m}$, $\mu=0.9$ となる。 f_0 は 2~5Hz で変化させる。式(3)の動的変形特性評価式の a は $a=-0.4$ とし, b は考察を容易にするために $b=0.6$ とする。 F_h の α は, パルス性地震動および Ricker wavelet では $\alpha=\pi$, 告示スペクトルでは $\alpha=10$ を用いる。

5.3 評価結果

1 階最大層間変形角 $R_{1\max}$ の評価結果を図 14 に示し, 入力地震動ごとの結果を下記(A)~(C)にて分析する。

(A) 告示スペクトル

表層地盤による加速度増幅率が異なる告示スペクトルの評価結果を図 14(a)に示す。前章の BCJ-L2 の結果と同様に, 固有振動数 f_0 を大きくするに従い, $R_{1\max}$ は単調減少する。また, 表層地盤による加速度増幅率の違いで, f_0 によっては $R_{1\max}$ は倍半分程度変化することが確認できる。簡略法(第1種地盤), 略算スペクトルにより求めた加速度応答スペクトルに対しては, 殆どの f_0 において $R_{1\max}$ が $1/20\text{rad}$ 以下に収まっている。一方, $R_{1\max}$ を $1/30\text{rad}$ に収めるためには簡略法(第2種地盤)では約 4Hz 以上, 略算スペクトルでは約 4.5Hz 以上必要である。図 6 に示す京町家のけた行方向の f_0 は 4Hz を下回る住宅が殆ど

であるため, 京町家のけた行方向の $R_{1\max}$ は $1/30\text{rad}$ を上回ると推察される。

(B) パルス性地震動

パルス性地震動に対する最大応答変形の評価結果を図 14(b)に示す。JMA 神戸 NS は, f_0 によらず $R_{1\max}$ が $1/15\text{rad}$ 程度であるが, PGV の大きい鷹取 NS と JMA 川口 EW では, $1/10\text{rad}$ を大きく上回る $R_{1\max}$ になることが確認できる。鷹取 NS と JMA 川口 EW に対する $R_{1\max}$ は JMA 神戸 NS と同様に f_0 によらず概ね一定である。その理由は, 鷹取 NS と JMA 川口 EW の S_a - S_d は性能等価加速度応答スペクトル $S_{ae}-R^*H_e/F_h$ との交点の取る付近で S_d が概ね一定となるスペクトルの形状をしているためであることが図 12(b)より分かる。また, T_p の大きい刈羽村 NS では, f_0 が約 4.5Hz を境に $R_{1\max}$ が大きく変化している。

(C) Ricker wavelet

Ricker wavelet の T_p を JMA 神戸と同程度である $T_p=1\text{s}$ で一定とし, $V_p=0.5, 0.75, 1.0\text{m/s}$ とした 3 波の $R_{1\max}$ の評価結果を図 14(c)に示す。 $T_p=1\text{s}$ の場合, V_p が一定であれば建物の固有振動数 f_0 によらず $R_{1\max}$ は概ね一定となる。次に, $V_p=0.75\text{m/s}$ で一定とし, $T_p=0.5, 1.0, 2.0\text{s}$ とした 3 波

図 13 Ricker wavelet 時刻歴波形 (上: 加速度, 下: 速度)

表 3 観測地震動のパルス特性値

略称	T_p (s)	PGV (m/s)
JMA 神戸 NS	0.9	0.86
鷹取 NS	1.3	1.27
JMA 川口 EW	1.3	1.35
刈羽村 NS	3.0	1.22

図 12 S_a - S_d 関係, $S_{ae}-R^*H_e/F_h$ 関係 [$m_2/m_1=1$, $u_2/u_1=2$, $H_1=H_2=2.7\text{m}$, $b=0.6$]

図 14 固有振動数 f_0 の建物モデルの 1 階最大層間変形角 $R_{1\max}$ [$m_2/m_1=1$, $u_2/u_1=2$, $H_1=H_2=2.7\text{m}$, $b=0.6$]

の $R_{1\max}$ の評価結果を図 14(d)に示す。同図より、 $R_{1\max}$ は $T_p=2.0s$ になると f_0 によって $1/10\text{rad}$ を超えるほど変化が生じることが分かる。

5.4 耐震対策の検討

前項の 1 階最大層間変形角 $R_{1\max}$ の評価結果から、伝統木造住宅の耐震対策に関して以下のことが言える。建築基準法告示で規定される加速度応答スペクトルに対する住宅の $R_{1\max}$ は、 f_0 が大きいほど減少する。よって、住宅の耐力を増やすことで $R_{1\max}$ を低減することができると考えられる。一方、パルス性地震動では、 f_0 が少々変化しても $R_{1\max}$ はほとんど変化しない。よって、耐力を増やすことで f_0 を大きくしても必ずしも $R_{1\max}$ の低減につながらないため、変形性能を高める耐震対策が必要となる。

6. まとめ

本論文では、2 階建の伝統木造住宅を対象に、常時微動計測に基づく簡便な最大応答変形評価法を提案した。本論文で得られた成果・知見を以下に示す。

- 1) 伝統木造住宅の固有振動数の振幅依存性を表す動的変形特性の評価式を、京町家の地震観測記録、2 階建軸組架構の振動台実験、全壁を有する単位軸組架構の静的加力実験結果に基づいて構築した。動的変形特性評価式は、a) 常時微動計測から得た固有振動数、b) $1/1000\text{rad}$ での等価固有振動数の固有振動数からの低下率、c) $1/1000\text{rad}$ 以上での等価固有振動数の低下率、で表わされる。なお、動的変形特性のばらつきを考慮できるような評価式のパラメータを提案した。
- 2) 構築した動的変形特性の評価式を応答スペクトル法に適用することで最大応答変形評価法を提案し、既往の実大伝統木造住宅の震動台実験結果を用いて評価法の精度検証を行った。
- 3) 本論文で提案した最大応答変形評価法を用いて、入力地震動の加速度応答スペクトルを変化させた場合の等価 1 自由度系モデルの最大応答変形角を評価した結果、耐震対策について以下の知見を得た。
 - I) 建築基準法告示で規定される加速度応答スペクトルに対しては、住宅の固有振動数が大きいほど最大応答変形角は減少する。よって、耐力を増やすことで最大応答変形角を低減することができると考えられる。
 - II) パルス性地震動に対しては、住宅の固有振動数が少々変化しても最大応答変形角はほとんど変化しない。従って、耐力を増やすことで固有振動数を大きくしても必ずしも最大応答変形角の低減につながらないため、変形性能を高めるような耐震対策が必要となる。

本論文で提案した最大応答評価法は、応答スペクトル法に立脚している。従って、限界耐力計算と同様に、a) 偏心率が大きい場合、b) 床剛性が十分で無い場合、c) 最大応答変形が過大となる場合、d) 特定層に変形が集中することが懸念される場合などには適用性に課題が残る。そして、本評価法は、容易に実施可能な常時微動計測に基づいて最大応答変形角を簡易に評価することを目的としているため、各種パラメータの設定を簡便化している。そのため、評価精度は高いとはいえないが、例えば、本評価法により詳細な耐震診断実施の要否を迅速に判断することが可能となる。また、まとめの 3) で示した様に、想定地震動に対する既存伝統木造住宅の最大応答変形角の

簡易予測、耐震対策の決定などに資すると考えている。さらに、強震観測記録を用いた伝統木造住宅の被害原因の分析などにも有益であると考えている。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金基盤研究(A)No.15H02275(代表者：林康裕)、科学研究費補助金研究活動スタート支援 No.15H06322(代表者：杉野未奈)の補助の下で遂行した。試験体製作にあたり、(株)木村工務店の木村忠紀棟梁に多大なご助力を頂いた。また、防災科学技術研究所、気象庁、鉄道総合技術研究所などが提供する観測地震動や震動台実験結果を使用させていただいた。本研究の遂行には、京都大学大学院工学研究科および同大学防災研究所の技術職員の皆様、同大学院工学研究科建築学専攻 建築保全再生学講座の大学院生から多大な助力を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル-限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 2004.3.
- 2) 中川貴文, 佐藤弘美, 多幾山法子, 腰原幹雄, 林 康裕：2007年能登半島地震における木造住宅の被害の再現, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, No.688, pp.1113-1122, 2013.6.
- 3) 山辺克好, 金井清, 寺尾次夫：川崎市における木造家屋(2階建)の固有周期の測定：日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.501-502, 1977.10.
- 4) 田端千夏子, 大橋好光：微動測定とその耐震診断への応用の可能性-木造建築物の耐震診断法に関する研究その2-, 日本建築学会構造系論文集, No.616, pp.141-147, 2007.6.
- 5) 柳澤泰男, 田端千夏子, 大橋好光：既存木造軸組構法住宅の耐震性評価の精度向上のための常時微動の活用に関する研究-実測値と理論値の関係-, 日本建築学会技術報告集, 第17巻, No.37, pp.873-878, 2011.10.
- 6) (財)日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法(改訂版), 2004.7.
- 7) 岩本亮, 川瀬博, 包那仁満都拉：微動計測に基づいた在来木造住宅の振動特性の地域性および年代変化, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, No.635, pp.33-39, 2009.1.
- 8) 岡田成幸, 高井伸雄, 島田佳和：微動のカオス性に着目した次元解析による木造住宅の原位置的簡易耐震診断法の開発, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1054-1057, 2006.11.
- 9) 新居藍子, 林康裕, 森井雄史, 井田祥子, 鈴木祥之：常時微動計測から推定される京町家の振動性状, 日本建築学会構造系論文集, No.613, pp.43-50, 2007.3.
- 10) 杉野未奈, 多幾山法子, 大西良広, 林 康裕：固有振動数の振幅依存性に基づく伝統木造建物の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, No.672, pp.197-203, 2012.2.
- 11) 林康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.651-656, 2002.11.
- 12) 国土交通省住宅局建築指導課 他：2001年度版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書株式会社, 2001.3.
- 13) 森井雄史, 林康裕：表層地盤の地震動増幅特性と入射地震動特性が木造建物応答に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 568, pp.75-82, 2003.6.
- 14) 鈴木恭平, 川辺秀憲, 山田真澄, 林康裕：断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用 応答スペクトル：日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.49-56, 2010.1.
- 15) 杉野未奈, 林康裕：伝統木造軸組架構の仕様が復元力特性に及ぼす影響, 日本建築学会技術報告集, Vol.21, 第47号, pp.113-118, 2015.2.
- 16) 南部恭広, 杉野未奈, 林康裕：伝統木造住宅における耐力要素や重量の地域性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.195-196, 2015.9.
- 17) 大村早紀, 横部達也, 澁谷悦敬, 南部恭広, 杉野未奈, 林康裕：土壁仕様の違いが伝統木造軸組架構の構造特性に与える影響, 日本建築学会近畿支部研究報告

- 集 第55号 構造系, pp.313-316, 2015.6.
- 18) (株)丸浩工業：荒壁パネル施工要領書, <http://www.maruhiro.jp/product/sekou.pdf>, 2015.11.30参照
- 19) 林康裕, 新居藍子, 森井雄史：木造軸組構法住宅の振動計測の活用に関する研究, 日本地震工学会大会梗概集, pp.114-115, 2005.11.
- 20) 杉野末奈, 中西統也, 守屋友貴, 多幾山法子, 林康裕：パルス性地震動に対する2階建伝統木造軸組架構の地震時挙動の把握と簡略応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, No.700, pp.801-809, 2014.6.
- 21) 井田祥子, 森井雄史, 新居藍子, 林康裕：伝統的木造住宅の振動特性変化に基づく構造ヘルスマニタリング, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第48号 構造系, pp.49-52, 2008.5.
- 22) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 榎本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面がやや小さい都市近郊型試験体の震動台実験結果：日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.663, pp.943-950, 2011.5.
- 23) (財)日本住宅・木材技術センター：伝統的木造軸組構法住宅の耐震性能検証実験報告書, 2009.3.
- 24) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 榎本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果：日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.657, pp.2001-2008, 2010.11.
- 25) 小笠原昌敏, 鈴木祥之, 林秀春, 小嶋伸仁, 清水秀丸, 中村いずみ：新築京町家の実大振動台実験による耐震性能評価：第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.798-801, 2006.11.
- 26) 向坊恭介, 鈴木祥之, 鎌田輝男, 具典淑, 川上沢馬：京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析：第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.770-773, 2006.11.
- 27) 京町家震動台実験研究会：京町家の耐震補強と新しい京町家をつくる, 2006.7.
- 28) 土塗壁等告示に係る技術解説書作成編集委員会：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書, (財)日本住宅・木材技術センター, 2004.2.
- 29) 一般財団法人 日本建築センター, <http://www.bcj.or.jp/download/wave.html>, 2015.11.30参照
- 30) 気象庁：強震波形（平成7年(1995年)兵庫県南部地震）, http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html, 2016.07.01参照
- 31) E-ディフェンス アーカイブ(ASEBI), <https://www.edgrid.jp/>, 2015.11.30参照
- 32) 林康裕, 森井雄史, 鬼丸貞友, 吉川正隆：限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 567, pp. 41-46, 2003.5.
- 33) 南 博之, 林康裕：パルス波地動を受けるせん断弾性棒の応答特性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, No.685, pp.453-460, 2013.3.
- 34) 杉野末奈, 大村早紀, 林康裕：常時微動計測に基づく伝統木造建物の最大応答変形評価, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第55号 構造系, pp.333-336, 2015.6.
- 35) 杉野末奈, 徳岡怜美, 大村早紀, 林康裕：常時微動計測による伝統木造建物の最大応答変形評価 その1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.475-478, 2015.9.

MAXIMUM RESPONSE EVALUATION OF TRADITIONAL WOODEN HOUSES BASED ON MICROTREMOR MEASUREMENTS

Mina SUGINO *, *Saki OHMURA* **, *Satomi TOKUOKA* **
and *Yasuhiro HAYASHI* ***

* Assist. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

** Grad. Stud., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

*** Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

There are many traditional wooden houses forming historical townscapes in Japan. Microtremor measurements can be useful to evaluate seismic performance of these houses easily because microtremor measurements is conducted in a short time without any destruction. Although several researches estimate seismic capacity grade or yield base shear coefficient of houses based on the natural frequency which is obtained from microtremor measurements, these researches do not evaluate the maximum response deformation angle of houses against earthquake ground motions.

In our previous study, we have proposed the amplitude dependency of vibration characteristics such as natural frequency and damping ratio based on shaking table tests of wooden frame specimens. Applying this amplitude dependency of vibration characteristics into response spectrum method, the maximum response deformation angle of wooden frame specimens against an input wave has been estimated approximately. In this paper, we develop the amplitude dependency of natural frequency which can be applicable for existing traditional wooden houses and establish the maximum response deformation angle evaluation method using microtremor measurements and the amplitude dependency of natural frequency.

In this study, response spectrum method is used to evaluate the maximum response deformation angle. First, a traditional wooden house is modeled into the two degree of freedom model. The two degree of freedom model is converted into the equivalent single degree of freedom model. The maximum response deformation angle is evaluated from the intersection of a predicted acceleration response spectrum and the equivalent response spectrum. The equivalent response spectrum is calculated from the natural frequency and the amplitude dependency of natural frequency which is proposed in this paper.

The amplitude dependency of natural frequency is expressed as the ratio of the equivalent natural frequency of traditional wooden houses to the natural frequency. Equation of the amplitude dependency of natural frequency is established based on the results of seismic observation of three wooden houses in Kyoto, shaking table tests of two-storied traditional wooden frame specimens and static lateral loading tests of full wall specimens. The equation of the amplitude dependency of natural frequency consists of three elements: a) the natural frequency, b) the ratio of the equivalent natural frequency at 1/1000rad to the natural frequency and c) the ratio of the equivalent natural frequency at more than 1/1000rad to the equivalent natural frequency at 1/1000rad.

To confirm the accuracy of the proposed maximum response deformation angle evaluation method, the maximum response deformation angle on the first story of the full scale specimens of shaking table tests is evaluated. As an application example, simulation analysis using this proposed evaluation method is conducted against several acceleration response spectra changing the natural frequency of houses. The major findings from the simulation analysis are summarized as follows.

- 1) The maximum response deformation angle on the first story decreases as the natural frequency of houses increases in case of design spectra in Japan. Therefore, it is effective to increase walls and strengthen houses against design spectra in Japan.
- 2) In case of pulse-like ground motions, the maximum response deformation angle on the first story do not change so much by the natural frequency. Therefore, it is important to increase deformation capacity of houses against pulse-like ground motions.

(2016年2月9日原稿受理, 2016年8月17日採用決定)